Normas para el cálculo y proyecto de puentes y alcantarillas

CAPITULO I

DESAGÜES

1 — *Datos a considerar.* — Para la determinación del desagüe necesario, se hará un estudio detenido de las condiciones locales, incluyendo las cotas de estiaje (C. E.) y de la creciente máxima conocida, extensión de la cuenca hasta el lugar del emplazamiento, característica del curso de agua y de su sección natural, condiciones climatéricas, dimensiones y modo de comportarse de las obras existentes en las proximidades, que desagüen la misma corriente, y cualquier otra información que pueda afectar la seguridad o la economía de la estructura.

Se procurará determinar el perfil longitudinal del río en un trozo de 1 Km., aguas arriba y aguas abajo del emplazamiento elegido. Este perfil coincidirá con el del pelo de agua correspondiente al estiaje, o si fuera posible el correspondiente a una crecida ordinaria.

Adoptado un emplazamiento, se indicará en el perfil transversal del río, los montes existentes y sus características para poder apreciar la influencia que puedan tener en el cálculo del desagüe, o en posibles erosiones.

2 — *Determinación del desagüe necesario.* — Para alcantarillas y pequeños puentes, se aplicarán las fórmulas, tablas o ábacos de desagüe que sirvan para determinar la sección necesaria. El uso de tales fórmulas, tablas o ábacos sólo se aplicará cuando llenen las condiciones particulares exigidas en cada caso, sirviendo únicamente su empleo, como una guía para la determinación de la sección, y no evitará la necesidad de una observación cuidadosa del terreno.

En general, el desagüe previsto será el suficiente para asegurar la descarga de las aguas en crecida o de inundación, sin la formación de remansos no justificados o de velocidades excesivas que puedan activar la acción erosiva de las crecientes con el consiguiente perjuicio de la estructura.

3 — *Defensa de la estructura.* — Cuando sea necesario estrechar la sección natural, en forma que pueda temerse socavaciones, se protegerá la estructura contra la erosión, disponiendo fundaciones adecuadas, muros de defensa u otros medios convenientes.

Análogamente, los taludes del terraplén adyacentes a la estructura sometida a erosión, deberán protegerse adecuadamente por medio de revestimientos, muros en ala o en vuelta o cualquier otro procedimiento conveniente.

CAPITULO II

NORMAS APLICABLES A LA SUPERESTRUCTURA

Sección I — Disposiciones generales y dimensiones mínimas

1 — *Ancho de calzada.* — El ancho de calzada es la distancia libre entre el borde de los cordones medida en ángulo recto con el eje longitudinal del puente y será el equivalente a N veces el ancho a adoptar para cada vía de tránsito, no siendo inferior cada una de ellas a 2m.75, salvo lo especificado a continuación.

2 — *Ancho mínimo de calzada.* — Si no se justifica lo contrario, deberá tomarse como ancho mínimo de calzada para puentes carreteros de una sola vía, una distancia entre cordones no menor de 3m.60.

3 — *Distancia entre ejes de palizadas o pilas.* — La separación de las palizadas será la requerida para reducir al mínimo el costo de la estructura completa, salvo los casos especiales donde sea necesario prever el pasaje de embarcaciones de dimensiones determinadas En tal caso, deberá respetar el proyectista las exigencias requeridas para cada caso en particular.

4 — *Gálibos.* — Se respetarán, en el proyecto de cualquier estructura, los anchos de calzada y altura libre mínimos necesarios para el pasaje de vehículos.

Las diversas partes de la estructura deberán respetar las dimensiones mínimas, especificadas en el diagrama 1.

Los pasajes superiores a construirse en los cruces de carreteras con vías férreas, deberán satisfacer las dimensiones mínimas especificadas en el diagrama 2 correspondiente a una sola vía. En caso de varias vías, deberá determinarse el ancho libre correspondiente.

En todos aquellos casos que comprendan vías en curva con el riel exterior sobreelevado, se aumentará convenientemente las dimensiones mínimas indicadas para mantener la luz libre tipo indicada en el diagrama 2.

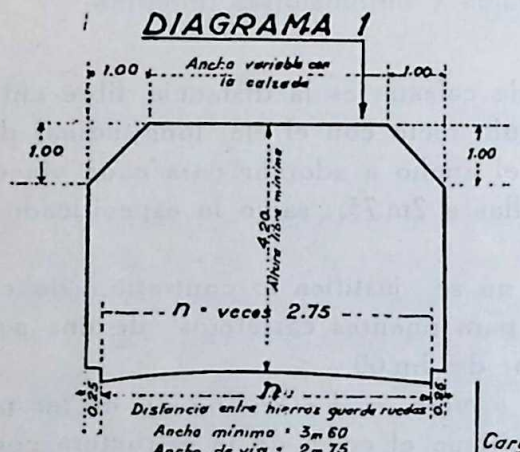
5 — *Cordones.* — Cuando no se proyecten veredas, se dispondrán cordones en cada lado del puente, para protección de las barandas. Las dimensiones mínimas para los cordones serán de 20 centímetros en ancho y en altura por encima de la superficie de la calzada adyacente.

Se proyectarán para resistir un empuje lateral de 750 kilos por metro lineal, aplicado en la parte superior.

6 — *Drenaje de la calzada.* — El desagüe transversal de la calzada se asegurará por medio de un bombeo adecuado de la superficie. El drenaje longitudinal se asegurará por medio de drenes de tamaño amplio, construido contra los cordones a intérvalos convenientes, para asegurar el escurrimiento de las aguas.

GALIBO CARRETERO

DIAGRAMA 1



GALIBO PARA FERROCARRIL
(PARA PASAJES SUPERIORES)

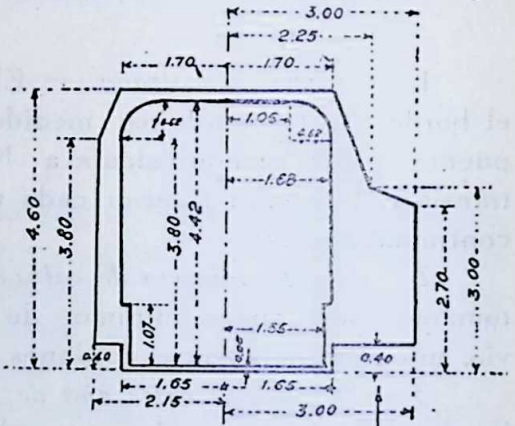
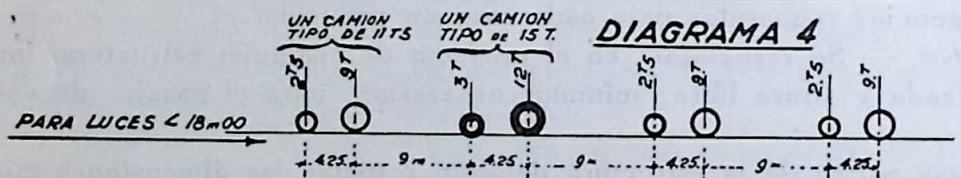


DIAGRAMA 2

Carga concentrado 9500 kgs.

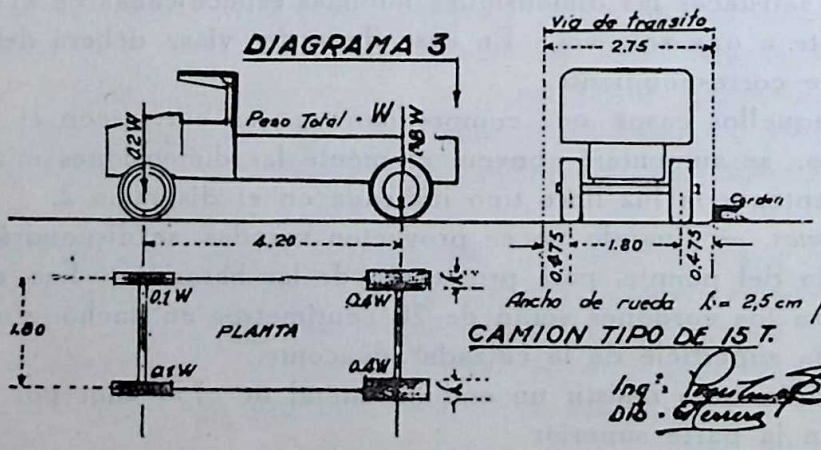
PARA LUCES > 18m00 — Carga uniformemente repartido 700 kgs por m.l. de vía.

DIAGRAMA 4



Sistema de camiones equivalentes al sistema de cargas especificado para las vigas principales (Sucesión de camiones)

DIAGRAMA 3



Ancho de rueda $l = 2{,}5$ cm por Ton de Carga

CAMION TIPO DE 15 T.

Ing°: [illegible]
Dib°: [illegible]

Sección II. — Barandas y parapetos

Se dispondrán barandas a lo largo de cada lado del puente, para la protección del tránsito. La parte superior de la baranda no estará a menos de un metro por encima de la cota de vereda.

7 — *Clasificación.* — Se clasificarán en dos clases a saber:

Clase 1 -- Las que se construyan para protección de los peatones en los puentes de gran tránsito o próximos a zonas urbanas.

Clase 2 — Las correspondientes a puentes no comprendidos en la clase 1.

Para las barandas de la primera clase se deberán tomar todas las precauciones necesarias para la seguridad del público. En este caso, la distancia libre entre la vereda y la parte inferior de la baranda no excederá de quince (15) centímetros. Las barandas de la segunda clase podrán consistir en dos largueros horizontales de sección conveniente.

8 — *Carga a considerar.* — Las barandas serán proyectadas para resistir un empuje horizontal no inferior a 225 kilos por metro lineal aplicado en la parte superior y un peso vertical de 150 kilogramos por metro lineal.

9 — *Material a emplearse.* — Las barandas podrán ser metálicas o de hormigón. En cualquier caso, se tomarán las precauciones necesarias para facilitar los movimientos ocasionados por las variaciones de temperatura o el vuelco de las mismas, cuando se trate de puentes de carácter sumergible.

Sección III — Sistema de cargas

Las partes que forman la estructura serán proporcionadas para resistir los esfuerzos producidos por las siguientes cargas, a las que será aplicable la distribución especificada en el párrafo "Distribución de las cargas".

10 — *Carga permanente.* — Se considerará como carga permanente, el peso de la estructura completa, incluyendo el peso de conductos, cables y otros servicios de utilidad pública que sean soportados por la estructura. Para el cálculo de la carga permanente se tomarán los siguientes pesos por metro cúbico:

Acero	7.800	Kg.
Hierro, fundición	7.200	»
Madera	960	»
Hormigón simple . . .	2.000 a 2 400	»
Hormigón armado	2.500	»
Arena o grava seca	1.900	»
Mezcla de arena y tierra	1.600	»
Piedra partida o grava cilindrada .	2.000	»

11 — *Carga móvil.* — Todas las estructuras serán proyectadas para resistir las cargas móviles que se especifican a continuación:

a).— *Cargas para el tablero.* — Las partes que forman el tablero, serán proyectadas para resistir los esfuerzos máximos producidos por las cargas de las ruedas (cargas concentradas) de los camiones tipos.

Las dimensiones de las ruedas y la correspondiente distribución de las cargas a usarse en el proyecto, (§ 2, Sec. V) responderán a las especificadas en el diagrama n.° 3.

b).— *Carga móvil para las vigas principales de luz inferior a 18 metros.* — Las cargas a considerar sobre vigas principales de luz inferior a 18 metros serán las correspondientes a un tren de camiones tipo especificado en el diagrama n.° 4.

c).— *Cargas para vigas principales de luz superior a 18 metros.* — Si la luz de las vigas principales de cada tramo es superior a 18 metros, se dimensionarán para resistir los esfuerzos producidos por un sistema de cargas que actúe sobre cada vía de tránsito, formado por una carga uniforme por metro lineal de vía, y por una carga concentrada colocada en la posición que produzca el máximo esfuerzo. La carga concentrada se considerará como uniformemente repartida en sentido transversal según una línea que tenga una longitud igual al ancho de la vía.
Se tomará como ancho de vía una extensión de 2m.75.

La carga a utilizar por cada vía estará compuesta de una carga uniforme de 700 Kgs. por metro lineal y una carga concentrada de 9.500 Kgs.

Esta carga uniforme equivale aproximadamente al sistema de carga por camiones, especificada en el diagrama n.° 4, consistente en un camión tipo de 15 toneladas, seguido y precedido por una fila de camiones de 11 $^1/_4$ toneladas de longitud indefinida y que se supondrá ocupando un ancho de 2m 75.

Aclaración importante. — A los efectos de la determinación de los esfuerzos máximos a considerar, la Asociación Americana de Ingenieros de Caminos, (A. A. S. H. O) recomienda el tipo de cargas indicado en el diagrama n.° 4. Estas cargas consisten en un camión tipo de 4 ruedas con el peso referido en la "designación de carga", precedido y seguido por camiones que pesan los $^3/_4$ del peso indicado. Por ejemplo, una carga H - 15 consiste en un camión de 4 ruedas y de 15 toneladas precedido y seguido por camiones de 11 $^1/_4$ toneladas. Los ejes de cada camión de este tren están separados 4m.25 de centro a centro y la distancia entre los ejes más próximos de un camión y del adyacente es de 9 metros.

Los trenes de camiones se usan para luces menores de 18 metros. Para luces mayores, las cargas del tren de camiones se transforman en cargas equivalentes compuestas de la carga uniforme por metro de ancho en cada vía de tránsito y de la carga simple concentrada superpuesta, la que debe ser colocada en la posición que produzca el máximo efecto.

Estas cargas equivalentes producen los mismos efectos de flexión y corte que el tren tipo, pero son de aplicación mucho más simple.

Hay dos tendencias relativas a la relación carga y coeficiente de trabajo de los materiales que constituyen la estructura.

Por un lado, se calculan los proyectos para la carga normal que actuará sobre el puente, a un esfuerzo de trabajo relativamente pequeño. En este caso, las cargas extraordinarias, no frecuentes, estarán previstas permitiendo que los esfuerzos reales puedan exceder los coeficientes de trabajo hasta el 50 °/₀, siempre que no sobrepasen el límite elástico del material.

Con esta práctica, el esfuerzo máximo permitido se alcanza primero en las piezas donde es menor el esfuerzo debido a la carga permanente, mientras que las piezas con mayor esfuerzo de C. P. soportan un esfuerzo combinado de carga (debido a la C. P. y móvil) menor que este esfuerzo máximo permitido, en una cantidad que depende de la relación de los esfuerzos permanentes a los móviles que corresponden a la carga normal.

Así se vé que la máxima capacidad de carga móvil de la estructura está controlada por las piezas con los esfuerzos menores de C. P. En este caso el proyecto no está equilibrado para cargas más pesadas.

Por otro lado, si se hace el proyecto para cargas más pesadas, tomando los esfuerzos máximos permitidos, resulta un proyecto equilibrado para cargas más pesadas y todas las piezas están solicitadas proporcionalmente para estas cargas.

Las especificaciones de la A. A. S. H. O. establecen el último método de cálculo, *duplicando los esfuerzos de carga móvil y adoptando para los coeficientes de trabajo una vez y media los coeficientes admitidos en casos corrientes.*

Para luces chicas, resulta por este procedimiento, un proyecto algo más pesado que el requerido por el primer procedimiento indicado. Las piezas con esfuerzos de C. P. grandes se reducen en sección y las de pequeños esfuerzos de C. P. se aumentan.

En ese país, las cargas muy pesadas no frecuentes corresponden a equipos de construcción y a veces a cargas comerciales. Es evidente que el segundo procedimiento anterior prevé tales casos en una forma más lógica.

La carga normal que hemos adoptado corresponde al sistema H-15 de la A. A. S. H. O. la que para el proyecto se transforma en H-30 a utilizarse en combinación con los esfuerzos máximos permitidos, es decir (1700 K/cm.²) a la tensión para el acero estructural (structural grade steel).

d) — *Aplicación de las cargas.* — Se aplicarán las cargas correspondientes a tantas líneas de tránsito como lo permita el ancho de la calzada.

Para prever variaciones en los esfuerzos de las vigas que resulten del pasaje de cargas colocadas excéntricamente o por aumentos en el ancho de la calzada, se multiplicarán los esfuerzos obtenidos por la aplicación de la carga anterior, por un coeficiente C. dado por las fórmulas siguientes :

Caso I — Cuando c es menor que 5m.50 $C = \frac{c}{2.75}$

Caso II — Cuando c es igual o mayor que 5m.50 $C = \frac{5.50 + c}{n \times 2.75}$

donde c representa el ancho de calzada para puentes con dos vigas principales o la distancia entre ejes de vigas para puentes con más de dos vigas principales.

n, el número de vías de tránsito.

e).— *Aplicación de las cargas al tablero* — El tablero será proyectado para soportar tantas filas de camiones, no excediendo de 4, como lo permita el ancho de calzada.

f).— *Cargas sobre veredas.* — Se considerará como carga móvil sobre las veredas, una carga uniforme móvil de 400 k/m.² para una longitud cargada inferior a 15 metros y de 300 k/m.² para 30 metros o más. Para longitudes intermedias se utilizarán cargas proporcionales Las longarinas y ménsulas de la vereda deberán resistir la carga correspondiente a 400 k/m.².

12 — *Incremento dinámico.* — Todos los esfuerzos producidos por la carga móvil, exceptuando los debidos a la carga de vereda, de tracción y del viento, se aumentarán en un determinado porcentaje para prever los esfuerzos dinámicos, vibratorios y de choque.

El incremento dinámico se expresará como un coeficiente del esfuerzo correspondiente a la carga móvil, variable con la longitud cargada de la estructura y con el ancho de calzada. Su intensidad podrá determinarse por las fórmulas siguientes en las cuales:

I representa el incremento dinámico.

L la longitud cargada del tramo en metros, que produzca los esfuerzos máximos en la pieza que se considere.

c el ancho de calzada para puentes con dos vigas principales o la distancia de eje a eje de vigas para puentes con más de dos vigas principales.

Cuando c es igual o menor que 5m.50: $I = \frac{L + 75}{10\,L + 150}$

Cuando c es mayor que 5m.50: $I = \frac{11}{c + 5.5} \left(\frac{L + 75}{10\,L + 150} \right)$

Los valores resultantes no excederán de 0.3 exceptuándose las vigas transversales extremos de vigas del tipo Cantilever.

No se considerará incremento dinámico cuando exista un relleno mayor de 30 centímetros por debajo del pavimento.

13 — *Fuerzas laterales.* — La fuerza debida al viento y a las vibraciones laterales, consistirán en un empuje horizontal a calcularse por la expresión $P = p.\ A_n \left(2 - \frac{A_n}{A_b} \right)$ donde $p = 200$ Kgs./m.²; A_n = área neta de la proyección de la estructura sobre el plano vertical longitudinal, y A_b = área bruta limitada por el contorno de la misma proyección.

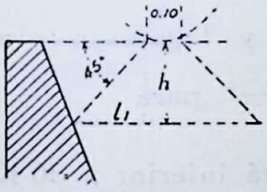
14 — *Fuerzas de corriente y de arrastre.* — Todos los pilares y otras porciones de las estructuras sometidas a los esfuerzos del agua en movimiento o de arrastre, serán proyectados para resistir los esfuerzos máximos que se puedan producir.

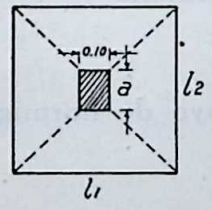
Como dato ilustrativo se podrá considerar el empuje dado por la expresión $Q = K\ A\ V^2$ donde K indica un coeficiente variable entre 60 y 100, A el área expuesta de un pilar y V la velocidad máxima de la corriente en épocas de crecidas.

15 — *Presión del material retenido.* — Las estructuras que deban resistir la presión de terraplenes o materiales de relleno, serán proporcionadas para resistir las presiones calculadas por la fórmula $E = \frac{1}{2}\ Kgx^2$.

Para las tierras $0{,}27 \leq K \leq 0{,}37$; $g = 1860$ k/m.^{3} previendo no obstante, como límite inferior para la presión del fluido equivalente, una presión de 500 k/m.^{3}.

Se tendrá en cuenta, además, la presión correspondiente a cualquier sobre carga que pueda producirse, que se repartirá en la siguiente forma:



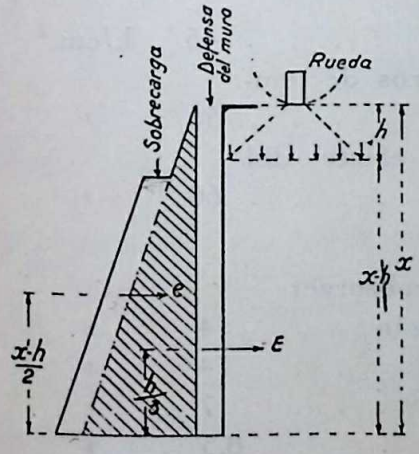


La presión ejercida por la sobrecarga, se trasmitirá al muro, en la misma forma que si se tratara de un líquido a partir del plano en que empieza a actuar sobre el muro, pero afectada de un coeficiente de reducción $0{,}27 \leq K \leq 0.37$ suponiéndola repartida sobre un rectángulo cuyos lados son:

$$l_1 = 0.10 + 2\ h\ ;\ l_2 = a + 2\ h$$

donde h = profundidad a que empieza a actuar la sobrecarga en el muro y a = ancho de la llanta.

Este sobreempuje se calculará con la fórmula



$$E = K\ \frac{P}{l_1\ l_2}$$ donde:

K = coeficiente mencionado más arriba.
P = carga concentrada de una rueda.
x = altura del muro.
h = profundidad a que comienza a actuar la sobrecarga en el muro.

Todos los proyectos, preverán drenajes, utilizando procedimientos adecuados.

16 — *Efectos producidos por variaciones de temperatura.*

a). - *Dilatación.* — En las estructuras estáticamente determinadas, se preverá la dilatación debida a una variación extrema de temperatura entre 0° y 40° centígrados.

b).— *Esfuerzos de temperatura.* — En las estructuras estáticamente indeterminadas, se determinarán los esfuerzos que resulten para un aumento o una disminución de 20° C con respecto a la temperatura media normal que se considere.

Se tomará como coeficiente de expansión para el hormigón 0,000012.

SECCION IV

ESFUERZOS UNITARIOS ADMISIBLES

17 — *Disposición general.* — A menos que se justifiquen otros valores, las partes componentes de una estructura serán proporcionadas en forma que no excedan los siguientes esfuerzos unitarios máximos, expresados en kilogramos por centímetro cuadrado.

I) HORMIGON

1 — Compresión directa

a).— en columnas armadas con barras longitudinales y ligaduras transversales.

$R = 45C$ donde $C = \frac{4}{3} - \frac{1}{120}\frac{L}{r}$ para $\frac{L}{r} > 40$;

para $\frac{L}{r} \leq 40$, $C = 1$. En ningún caso R será inferior a 30 Kgs./cm.^{2}.

En esta fórmula L representa el largo de la columna y r el radio de giro del lado menor o diámetro.

b).— en pilares sin armar: 30 k/cm.^{2}.

c).— presión de los aparatos de dilatación sobre el apoyo de hormigón: 30 k/cm.^{2}.

2 — Esfuerzos debidos a flexión

a).— *Compresión:*

1. — En losas y vigas.	45	k/cm.^{2}
2. — En arcos cuando se incluyen los esfuerzos de temperatura y de acortamiento.	56.	»
3. — En arcos cuando se tiene en cuenta el efecto del viento además de lo especificado en 2, ...	60.	»

b).— *Tensiones máximas debidas al esfuerzo cortante.*

4. — Cuando no se dispongan armaduras para absorver el E.C. o tensión absorbida por el hormigón . .	4	»
5. — Cuando se absorbe el E.C. con armaduras . . .	14	»
6 — Adherencia entre el hormigón y el acero. . . .	7	»
7 — Esfuerzo de punzonamiento.	8,5	»

II) ARMADURAS

a).— *Esfuerzos de tensión.*

1. — En losas y vigas. . . . . 1.100 k/cm.²
2. — En arcos cuando se incluyen los esfuerzos de temperatura y de acortamiento . . . . . 1.400 »
3. — En las estructuras en que se tiene en cuenta los efectos de temperatura, acortamiento, efecto dinámico y presión del viento . . . . . 1.500 »
4. — En el área bruta de las piezas extendidas donde trabaja el hierro solamente . . . . . 900 »
   a condición de que considerando el área neta no exceda de . . . . . 1.200 »
5. — módulo de elasticidad del hormigón. . . . . 140.000 »
6. — id id del acero . . . . . 2.100.000 »

b).— *Compresión en el acero.*

Se tomará igual a 15 veces el esfuerzo (Fs) en el hormigón adyacente . . . . . 15 Fs

La relación (m) entre el módulo de elasticidad del acero y el del hormigón se tomará igual a 15.

Observación importante: Cuando se adopte el sistema de carga móvil especificado H-30 se aumentarán dichos coeficientes en un 50 °/₀ de los valores indicados.

Reducción en el coeficiente de trabajo del hormigón.

Cuando por razones de economía se utilicen hormigones con carga de ruptura inferior a 154 k/cm.², a los 28 días, los esfuerzos unitarios anteriores serán reducidos a razón de 1 °/₀ por cada 3 kgs. de resistencia en menos, hasta un 15 °/₀ de reducción máxima.

III) ESTRUCTURAS DE MADERA

Cuando se utilicen maderas de primera calidad, de gran resistencia y duración, se tomarán los siguientes coeficientes de trabajo, especificados en kilogramos por centímetro cuadrado.

1. — Tensión axial y esfuerzos de flexión . . . . . 110 k/cm.²
2. — Esfuerzo de deslizamiento transversal (por flexión) 10 »
3. — Compresión paralela a las fibras (límite máximo) . 84 »

a).— Cuando la relación $\frac{L}{D}$ es menor que 10 . . . . . 70 »

b).— Cuando $\frac{L}{D}$ está comprendida entre 10 y 30 $84 - 1{,}75 \frac{L}{D}$ »

4. — Compresión perpendicular a las fibras 17,5 »
5. — Esfuerzo cortante paralelo a la fibra 12,5 »
6. — Módulo de elasticidad. . . . . $E = 84.000$ k/cm.²

IV) ENCOFRADOS

Flecha máxima admisible 2,5 milímetros por metro lineal.

V) TRABAJO DEL SUELO DE FUNDACION

En los proyectos de fundación, se podrán considerar los siguientes valores del trabajo unitario, a falta de una información definida que dé datos concretos sobre la capacidad del suelo en examen. En la tabla de la página siguiente, se han indicado grandes grupos de terrenos y se ha especificado un límite máximo de trabajo. Estos grupos se podrán sub - dividir cuando se deban considerar condiciones especiales.

SECCION V

DISTRIBUCION DE LAS CARGAS CONCENTRADAS

1 — *Cuando existe un relleno de tierra.* — Cuando la profundidad del relleno es igual a un metro o más, se considerarán las cargas concentradas como uniformemente distribuidas sobre un cuadrado, cuyos lados son iguales a (1 y $^3/_4$) veces la profundidad del relleno.

Cuando las áreas de varias distribuciones se superpongan, se distribuirá la carga total sobre el área definida por los límites exteriores de las áreas individuales, pero el ancho total de distribución no excederá del ancho total de la losa que soporta el relleno.

2 — *Sobre losas de hormigón.* — Al calcular los esfuerzos de flexión debidos al peso de las ruedas que actúan sobre losas de hormigón, no se considerará ninguna distribución en la dirección de la luz. En dirección normal a la luz, se considerará las cargas de ruedas como uniformemente repartidas sobre un ancho de losa a determinar y que se designa "Ancho efectivo".

Representemos con:

L la luz de la losa.

a el ancho de llanta en cms: 2,5 cms por tonelada de carga total del camión tipo. Ej.: 37,5 cms. para H - 15.

x la distancia en metros desde el apoyo más próximo al eje de la rueda.

E = ancho efectivo en metros para cada rueda $E = 0.7 \quad (2\,x + a)$.

Valor del ancho E.

El valor E no excederá de 2 metros y a no será superior a 40 centímetros.

Cuando la disposición del tablero es tal que las cargas que actúan, superponen sus anchos efectivos, entonces el ancho efectivo a tomar para cada rueda será $^1/_2$ (E + t) donde "t" es la distancia entre los centros de las llantas.

El momento flector de una faja de losa de un metro de ancho, se determinará colocando el camión en la posición que produzca el máximo esfuerzo, determinando el ancho efectivo que corresponda a cada rueda.

La carga correspondiente a cada rueda, para la faja de un metro de ancho, será el peso de la rueda dividido por su correspondiente ancho efectivo

COEFICIENTE DE TRABAJO ADMISIBLE PARA DIFERENTES CLASES DE TERRENOS

	NATURALEZA DEL TERRENO	CARGA ADMISIBLE Kg/cm.	OBSERVACIONES
	ROCAS		
1	Sólidas compactas	20	Con espesores de 4 m. como mínimo y estratificación aproximadamente horizontal fundando en seco con ataguías o aire comprimido.
2	Sólidas agrietados	15	
3	Blandas, toscas, areniscas, esquistos etc.	7	
	TERRENO SEDIMENTARIO		
4	Grava compacta	6	Con espesores de 3 m. como mínimo y humedad moderada que no llegue a producir discontinuidad en la masa. En estos terrenos no se podrá hacer desagotes que modifiquen la compacidad.
5	Arena compacta	4	
	ARCILLA		
6	Arcilla arenosa	3	Debe ser seca y en estratos de 4 m. como mínimo. Para estos terrenos deben preverse asentamientos.
7	Arcilla compacta	2	
8	Terreno vegetales o de aluvión	0.5	
	NOTA		
9	Cuando se utilicen fundaciones por havage sin desagote para los n.º 1, 2, 3 y 4	6	
10	Fundaciones por havage con desagote llenando con hormigón inmergido para n.º 1 y 2.	10	

Observación importante. — Esta hipótesis de repartición no considera el efecto de las cargas sobre bordes no apoyados. Por lo tanto en los extremos de los tramos y en zonas intermedias donde no haya continuidad de la losa (juntas de dilatación) se dispondrán diafragmas u otros medios convenientes.

3. — *En losas delgadas apoyadas en cuatro lados.* — En caso de losas delgadas apoyadas en los cuatro lados y con armaduras en ambas direcciones, la proporción de carga resistida por el lado menor de la losa, se deducirá por las siguientes expresiones:

a) Carga uniformemente repartida

$$K = \frac{b^4}{a^4 + b^4}$$

b) Carga concentrada en el centro

$$K = \frac{b^3}{a^3 + b^3}$$

donde K representa la proporción de carga resistida por el lado menor.

a = la longitud del lado menor
b = la longitud del lado mayor

Cuando la longitud de la losa exceda de una vez y media su ancho, se considerará la losa como armada en un solo sentido.

4. — *En nervios longitudinales y en vigas transversales*

a) — *Para el esfuerzo cortante.* — Para el cálculo del esfuerzo cortante y de las reacciones extremas, se considerarán las cargas como concentradas.

b) — *Para el momento flector en los nervios longitudinales.* — Para calcular el momento flector en los nervios longitudinales, no se tendrá en cuenta la distribución longitudinal de las cargas.

c) — *Para el momento flector en los nervios exteriores.* — Se tomará como carga móvil que actúa en los nervios longitudinales exteriores, la reacción causada por el peso de las ruedas colocadas en la posición más desfavorable, pero esta carga móvil así determinada no será, en ningún caso, inferior a la que actúa sobre los nervios longitudinales interiores.

d) — *Para el momento flector en las vigas transversales.* — Para determinar el momento flector en las vigas transversales, no se tendrá en cuenta la distribución transversal de las cargas.

e) — *Transmisión del peso propio del relleno a las alcantarillas y losas de pequeña luz.* — Todas las alcantarillas y losas de pequeña luz serán calculadas para resistir el peso total de todo el material de relleno, colocado por encima de la estructura y considerado como una fuerza vertical.

No se considerará efecto dinámico cuando exista un relleno mayor de 30 centímetros por debajo del pavimento.

CAPITULO II

NORMAS APLICABLES A LA INFRAESTRUCTURA Y MUROS DE CONTENCION

Sección I — Pilotes

1 — *Empleo de los pilotes.* — En general, se usarán pilotes cuando no resulte económico el empleo de dados a fundarse sobre material resistente. Cuando se teman socavaciones por efecto de la erosión, se usará con preferencia el pilotaje, si la binca es posible, como protección contra el desgaste, aún cuando la resistencia del suelo natural fuera suficiente para soportar la estructura, utilizando otro procedimiento.

2 — *Cargas a considerar.*

a) *Cargas para el proyecto* — Las estructuras serán proporcionadas para limitar la carga del proyecto a 18 toneladas por cada pilote, cuando son de madera, con un límite máximo de 22 toneladas para cada uno, admisibles en casos especiales. Para pilotes de hormigón, se tomará 25 toneladas como carga máxima.

Los pilotes se proyectarán para trasmitir la carga total, no haciéndose ninguna hipótesis de carga con respecto al material que pueda existir entre ellos.

b) *Capacidad de carga* — Para determinar la carga resistente de cada pilote, se estará a lo dispuesto en el artículo III - 79 del Pliego de Condiciones.

3 — *Separación mínima.* — Las losas o dados que se utilicen para repartir la carga sobre los pilotes, se proporcionarán en forma que la separación entre pilotes no sea inferior a un metro (1.00) entre ejes para pilotes de 0.25 y de 1m.20 para pilotes de 0.30.

La distancia libre máxima, entre el borde de la losa y el pilote más próximo, no excederá de veinticinco centímetros (0.25).

4 — *Pilotes de hormigón.*

a) Los pilotes de hormigón serán de tamaño y forma apropiados. Si se utilizan pilotes de sección cuadrada, las aristas serán sustituídas por chaflanes de 25 milímetros por lo menos.

La dimensión mínima de cada lado será de 15 cms.

b) La armadura consistirá de barras longitudinales combinadas con armadura transversal en forma de ligaduras o espirales. La armadura longitudinal no será inferior, en ningún caso, al (1 °/₀) uno por ciento y con preferencia se usará el uno y medio por ciento (1,5 °/₀) de la sección recta del pilote. Se dispondrá la armadura a una distancia mínima de dos (2) centímetros de las caras y cuando se utilicen pilotes en agua salada o suelos alcalinos, la distancia no será menor de cinco (5) centímetros.

Las cabezas de los pilotes y la parte inferior próxima a los azuches, se protegerán contra el choque disponiendo espirales o ligaduras según convenga.

c) Cuando los pilotes excedan una longitud de ocho metros, se agregará una armadura longitudinal adicional en el tercio central de la longitud.

El pilotaje a utilizar bajo muros de contención, estribos, etc., será proyectado para resistir, además de las cargas, los empujes laterales que puedan producirse.

Límite del uso de pilotes. — A este respecto se estará a lo especificado en el art. III - 71 del Pliego de Condiciones (Pág. 62).

Sección II — Dados de fundación

1 — *Cota de fundación.* — La cota de fundación se indicará teniendo en cuenta el carácter del suelo y la posibilidad de socavación. Salvo en los casos de fundación por havage, sin desagote, el empotramiento del dado en el suelo de fundación, será como mínimo de treinta cms. (0m.30).

2 — *Distribución de las presiones.* — Todas las fundaciones serán proyectadas para transmitir al suelo, las presiones máximas dentro de los coeficientes de trabajo admitidos. Para evitar asentamientos desiguales, se procurará repartir las presiones, tan uniformemente como sea posible.

3 — *Ensanche de las fundaciones.* — Cuando sea necesario ensanchar la base de fundación, podrá disminuirse el espesor de la misma, desde su unión con el pilar o palizada hasta su borde, previendo sección suficiente en todos sus puntos, a fin de considerar la resistencia necesaria a los esfuerzos de flexión, de corte y de desgarramiento. Esta disminución de sección puede conseguirse con planos inclinados o por medio de escalones.

Exceptuando pequeñas estructuras, ningún dado podrá tener en sus bordes un espesor menor de treinta centímetros (0.30). Cuando el dado se construya sobre pilotes, su nivel superior sobrepasará por lo menos en cincuenta (50) cms. el de la cabeza de los pilotes.

4 — *Esfuerzos internos a considerar.*

a) Los zampeados y dados de fundación serán proyectados para resistir la posición de carga más desfavorable que pueda ocurrir. Cuando se usen pilotes por debajo de las fundaciones, se considerará que las presiones a transmitir actúan sobre cada pilote como cargas concentradas aplicadas en su centro.

b) Los zampeados y dados de fundación serán verificados a los esfuerzos internos de flexión, de corte y de desgarramiento y también para el esfuerzo cortante de punzonamiento, en la periferia de la columna o fuste del pilar. La sección crítica para el momento flector será tomada debajo de cada cara de la columna o pared, según los casos.

c) Cuando un dado simple soporte un pilar o pared, la parte saliente en el zampeado se considerará que actúa como una viga apoyada y volada en sus extremos.

d) Cuando dos o más pilares se dispongan por encima de un dado común, se proyectará la losa de fundación teniendo presente las condiciones de continuidad de la misma.

5 — *Armaduras.* — Se armarán los zampeados y dados de fundación para resistir los esfuerzos de flexión y de desgarramiento cuando fuere necesario. Todas las barras serán perfectamente colocadas y ancladas para que puedan desarrollar por adherencia los esfuerzos calculados.

6 — *Transmisión de los esfuerzos de la armadura longitudinal* — Los esfuerzos en la armadura vertical de las palizadas o muros, serán transmitidos al zampeado, extendiendo en ellos la armadura, en una distancia suficiente para desarrollar por adherencia la resistencia de las barras, o por medio de barras ancladas en el zampeado y dispuestas en forma que aseguren una unión perfecta.

Sección III — Estribos

1 — Los estribos se proyectarán para resistir la presión de las tierras, el peso propio del estribo y la superestructura, la carga móvil sobre cualquier parte que actúe de la estructura o del terraplén próximo, incluyendo la acción del viento y de tracción cuando existan. El proyecto se verificará para cualquier combinación factible de estos esfuerzos, que produzcan la más severa condición de carga.

2 — Los estribos se proyectarán para resistir el efecto de volteo y el deslizamiento. Se verificarán en forma de no sobrepasar las condiciones de trabajo admisibles, sea para asegurar la resistencia del material de fundación o para no sobrepasar la carga límite que pueda actuar en los pilotes, cuando éstos se prefieran.

3 — Al calcular la estabilidad de un estribo, se incluirá como peso efectivo del mismo, el peso de las tierras que descansan sobre el zampeado.

4 — Cuando se utilicen estribos que trabajen por gravedad, de mampostería o de hormigón simple, se verificarán despreciando las partes sometidas a los esfuerzos de extensión que puedan producirse en el material.

En los casos de pilas y estribos sumergidos en agua o fundados en terrenos blandos se tendrá en cuenta la correspondiente sub - presión del agua, al efectuar los cálculos de estabilidad.

5 — *Armadura para absorber los efectos de temperatura* — Exceptuando los estribos de gravedad, se dispondrá en las caras no armadas, una armadura horizontal no menor de 2,6 cm.^{2} por metro de altura para evitar la formación de fisuras debidas a la temperatura y contracción del hormigón.

6 — *Muros en ala y en vuelta.*

a) Los muros en ala y en vuelta serán de suficiente longitud para retener el terraplén y protegerlo contra la erosión.

Para materiales ordinarios, en ausencia de datos seguros, se tomará taludes de 1 × 1 para el terraplén, calculándose con esta base, la longitud de los muros en vuelta.

b) Cuando se utilicen muros en ala de gravedad se dispondrán barras de refuerzo a través de la unión con los muros de frente. Tales barras se extenderán a cada lado de la junta en una longitud suficiente para asegurar la solidez de la unión. La longitud de los muros en ala se tomará para un talud de (3 × 2).

c) Si no se usaran barras, se dispondrá una junta de dilatación en las zonas donde las alas se unan con el cuerpo del estribo.

7 — *Drenaje.* — El material de relleno contra los estribos, será convenientemente drenado colocando caños de 5 cm. de diámetro espaciados a 1 m. sobre el muro de frente. Desde los extremos interiores de estos caños hasta la parte inferior del pavimento, se dispondrán filtros verticales de pedregullo.

8 — *Revestimiento de los taludes con blocks de piedra.* — Se revestirán totalmente los taludes de los terraplenes y los paseos hasta 6 ms. de distancia del extremo de los muros en vuelta, o del muro de frente de los estribos con muros en ala.

En este revestimiento se dejará una cuneta para bajada del agua que evacúa el puente y en uno de los taludes de cada margen una escalera de inspección.

Sección IV — Muros de contención

1 — Se proyectarán los muros de contención para resistir la presión de las tierras, incluyendo cualquier sobrecarga además del peso propio del muro, de acuerdo con los principios generales especificados para los estribos.

2 — *Juntas de dilatación.* — Se preverán juntas de dilatación en cada intervalo que no exceda de 10 metros para muros a gravedad y de 15 metros para los diferentes muros construídos de hormigón armado.

Sección V — Pilares y palizadas

Los pilares y palizadas serán proyectados para soportar la carga permanente y la carga móvil más desfavorable, la presión del viento que actúe sobre el pilar y la superestructura, las fuerzas debidas a la corriente y arrastres y además las fuerzas de tracción cuando puedan producirse.

CAPITULO III

DATOS PARA EL PROYECTO

Sección I — Dimensiones mínimas

1 — *Luz efectiva.* — La luz efectiva para el cálculo de vigas y losas simplemente apoyadas, será la distancia entre centros de los apoyos, pero no excederá la luz libre más la altura de la viga o losa. La luz de los tramos en vigas contínuas será la distancia libre entre las caras internas de los apoyos.

Los momentos negativos máximos se considerarán producidos en los extremos de la luz, definida más arriba.

2 — *Juntas de dilatación.* — Se tendrán presentes los efectos de dilatación en cualquier losa de hormigón o viga de puente con longitud mayor de 12 ms. Cuando se utilicen vigas contínuas, se preverá una junta de dilatación para cada longitud parcial no superior a veinticinco metros (25m).

Cuando no se empleen juntas de dilatación en construcciones solidarias, se aumentará la armadura de las losas y vigas para resistir los esfuerzos térmicos causados por una variación de temperatura de veinte grados centígrados (20°).

Vigas aisladas. — En las vigas aisladas donde se adopte la forma en T unicamente con el fin de obtener un área mayor de compresión, el ala tendrá un espesor no menor que la mitad del ancho (b_0) de la viga y el ancho total de alas no será mayor que 4 veces el ancho (b_0) de la viga.

Riostras. — Para vigas T de luces superiores a 4 m., se colocarán riostras entre las vigas cada 2m50.

Observación importante: Para todo lo que no se haya especificado en estas normas, se aplicarán las disposiciones de las normas alemanas del año 1932.

Sección II — Armaduras

1 — *Separación* — La distancia libre entre barras será con preferencia superior a ocho centímetros y en las losas será inferior a una vez y media el espesor.

El recubrimiento mínimo, medido desde la superficie del hormigón al borde de cualquier barra, para muros verticales no se fijará inferior a 5 centímetros.

Para vigas y losas el recubrimiento mínimo se tomará igual a 2 centímetros.

En zampeados y dados de fundación de estribos y muros de contención, se hará un recubrimiento previo de 5 cms. como mínimo. En trabajos expuestos al agua de mar, el recubrimiento mínimo será de 10 centímetros, exceptuando los pilotes de hormigón donde el recubrimiento mínimo ha sido fijado en cinco centímetros.

2 — *Empalmes.* — Las armaduras sometidas a esfuerzos de extensión no podrán empalmarse en las zonas de máximos esfuerzos. Se procurará que en cada sección transversal de una viga o en piezas sometidas a tracción, no haya más de un empalme. Los empalmes pueden resolverse con tensores, consistentes en manguitos con roscas inversas. En tal caso, sólo se considerará como sección resistente, el núcleo de la parte roscada.

Soldaduras. — Los empalmes soldados deberán considerarse para el cálculo, como teniendo una sección transversal solamente igual al 60 °/₀ de la originaria. La pérdida de sección puede repararse por medio de hierros con ganchos terminales, repartidos en todo el perímetro, o por aumento de la sección total del hierro de la viga. Se especificará en los proyectos que la bondad de la soldadura será acreditada por la prueba de plegado en frío alrededor de un cilindro de diámetro igual al doble del diámetro de la barra, sin que aparezca grieta alguna cuando el ángulo de flexión alcance a sesenta grados (60°). Para soldar las barras de las armaduras, se puede usar la soldadura autógena, la soldadura eléctrica de resistencia y la soldadura eléctrica por arco voltaico.

3 — *Armadura en pilares y palizadas.* — La armadura de los pilares consistirá por lo menos, de cuatro barras longitudinales ligadas por zunchos transversales o espirales. La armadura longitudinal comprenderá barras de 25 milímetros de diámetro como mínimo y tendrá una sección total no inferior al 0,8 °/₀ ni superior al 3 °/₀ de la sección recta total del pilar.

Cuando se dispongan armaduras cuya área sea superior al 3 °/₀, el excedente no será considerado para calcular los esfuerzos de compresión en el hormigón.

Las ligaduras transversales no serán de diámetro inferior a 6 milímetros, y su separación será menor o igual al lado menor del pilar.

4 — *Esfuerzos de flexión en los pilares.* — Cuando los pilares estén sometidos a esfuerzos de flexión debidos a cargas excéntricas, o fuerzas laterales, deberán proporcionarse de modo que los esfuerzos combinados de flexión y compresión no excedan el esfuerzo unitario de compresión especificado.

Sección III — Arcos

1 — *Eje del arco* — La forma del arco será seleccionada de modo que la línea media, coincida en todo lo que sea posible prácticamente, con la curva de presiones para la carga permanente total, o si se desea, con la curva de presiones para la carga permanente total más la mitad de la carga móvil actuando sobre todo el arco.

2 — *Muros de tímpanos.* — Cuando los muros de tímpano excedan 1m.5 en altura por encima del intradós, serán proyectados como losas verticales sostenidas por diafragmas transversales o por contrafuertes. No se usarán muros verticales simples mayores de 1m.5 de altura, o contrafuertes con talud menor de 45° con la vertical, debido a los esfuerzos excesivos e indeterminados que se transmiten al arco por torsión.

3 — *Juntas de dilatación.* - Las juntas verticales de dilatación se colocarán en los muros de tímpanos para prever movimientos debidos a cambio de temperatura y deformación del arco. Estas juntas serán colocadas en los extremos de los tramos y en puntos intermedios, generalmente a una distancia no mayor de 15 metros.

4 — *Armadura.* — La armadura de los arcos de hormigón armado estará constituida por un doble sistema de barras longitudinales consistentes en una serie intradosal y otra extradosal, unidas por una serie de estribos o barras de unión.

En caso de existir muros de tímpanos, la armadura transversal de los arcos deberá ser proporcionada para resistir los esfuerzos de flexión debidos a cualquier acción de volteo que el muro pueda ocasionar.

Para armaduras de repartición se tomará el 2 por mil de la sección de clave, repartida en el trasdós y en el intradós.

Los estribos verticales se colocarán con una separación no superior al espesor del arco y en forma que aten cada barra inferior de la armadura con la simétrica superior.

5 — *Impermeabilidad.* — El trasdós y las caras interiores de los muros de tímpanos en las bóvedas con tímpanos rellenos, serán impermeabilizadas recubriéndolas con una capa de 2 cm. de mortero de cemento compuesto por 500 lt. de arena y 400 kg. de cemento y luego con un enlucido de betún aplicado en caliente.

6 — *Drenaje del relleno.* — El relleno de las bóvedas será cuidadosamente drenado por sistemas convenientemente dispuestos y que desagüen perfectamente a través de las pilas y estribos.

La disposición y detalles de colocación de los aparatos de drenaje, serán tales que eviten en lo posible, las manchas en las caras del hormigón.

Montevideo, Marzo de 1935.

Agustín Maggi

A. Correa Moreno

Ponciano S. Torrado